doi:10.13582/j.cnki.1674-5876.2017.04.001

用非线性 M-C 破坏准则计算深埋硐室围岩压力上限解

张道兵[1,2*],王卫军[1,2]

(1.湖南科技大学 南方煤矿瓦斯与顶板灾害预防控制安全生产重点实验室,湖南 湘潭 411201;
2.湖南科技大学 煤矿安全开采技术湖南省重点实验室,湖南 湘潭 411201)

摘　要:在构建深埋硐室破坏机制的基础上,采用切线法将非线性 Mohr-Coulomb 破坏准则运用到极限分析上限法中,推导非线性 Mohr-Coulomb 破坏准则下深埋硐室围岩压力的上限解析解.结果表明:非线性系数、初始粘聚力是影响围岩压力的主要因素,效果非常显著,而侧压力比例系数、硐室断面尺寸以及轴向拉应力影响效果相对较小.针对深埋硐室的支护设计,采用非线性 Mohr-Coulomb 破坏准则进行计算更加科学.

关键词:深埋硐室;非线性 Mohr-Coulomb 破坏准则;极限分析;围岩压力;上限解

中图分类号:TU452　　　**文献标志码**:A　　　**文章编号**:1672-9102(2017)04-0001-08

Upper Bound Solution to Surrounding Rock Pressure for Deep Cavity by Using Nonlinear M-C Failure Criterion

Zhang Daobing[1,2], Wang Weijun[1,2]

(Work Safety Key Lab on Prevention and Control of Gas and Roof Disasters for Southern Coal Mines,
Hunan University of Science and Technology, Xiangtan 411201, China;
Hunan Key Laboratory of Safe Mining Techniques of Coal Mines, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan 411201, China)

Abstract: Based on constructing the failure mechanism of deep cavity, the nonlinear Mohr-Coulomb failure criterion is introduced into limit analysis by virtue of the tangential technique, and the upper bound solution of the surrounding rock pressure is finally deduced. Results show that the nonlinear coefficient and initial cohesion have greater impact on the surrounding rock pressure, while the influences of proportionality coefficient of lateral pressure, size of the cross section and axial tension stress are relatively smaller. Thus, in view of the supporting design of deep cavity, a nonlinear Mohr-Coulomb failure mechanism would be more proper.

Keywords: deep cavity; nonlinear M-C failure criterion; limit analysis; surrounding rock pressure; upper bound solution

深埋硐室的稳定性问题一直都是地下工程界研究的热点,而当前急需解决的难题就是如何准确获取深埋硐室破坏时的围岩压力.目前,关于求解围岩压力的解析方法主要有极限平衡法和极限分析法[1-4].极限平衡法,应用比较广泛,但是没有考虑岩体的本构关系,而极限分析法采用正交流动法则考虑了岩体的本构关系.因此,相对极限平衡法来讲,上限理论推理严谨,尤其是不需要研究岩体弹塑性变形的全过程,而是直接关注岩体的极限破坏状态,因此计算过程简单,它是解决深埋硐室围岩压力问题的有效途径之

收稿日期:2017-02-28
基金项目:国家自然科学基金重点资助项目(51434006);国家自然科学基金资助项目(51674115);湖南省自然科学基金资助项目(2015JJ4024)
* 通信作者,E-mail: dbzhang@ hnust.edu.cn

一[5-9].近些年,国内外一些学者采用极限分析法对深埋硐室围岩压力问题进行了相关的研究.如冯利坡等[10]针对深埋隧道开挖面的稳定性问题,采用极限分析法求解了不同水压下的围岩压力,并且结合工程实例验证了该方法的正确性.Yang 等[11]将极限分析理论与变分原理相结合,推导了深埋矩形硐室拱顶破坏围岩压力的表达式,并且给出了相应的破坏范围.Huang 等[12]考虑孔隙水的影响,采用极限分析法计算深埋圆形硐室的围岩压力,并且与已有研究成果进行比较,验证了计算结果的正确性.Zhang 等[13]采用上限法得到了深埋隧道开挖面的围岩压力,与浅埋隧道计算结果进行比较,变化规律的一致性验证了该方法的可行性.Qin 等[14]考虑多层土体,采用上限法研究参数的变异性对深埋矩形硐室围岩压力的影响.上述研究针对深埋硐室的围岩压力问题基于线性 Mohr-Coulomb 破坏准则,而实验表明,在软弱的围岩中,最大主应力与最小主应力的关系是非线性关系[15].由于深埋硐室一般具有软弱岩层的特点,即岩体材料服从非线性 Mohr-Coulomb 破坏准则[16-18].因此,为了准确求解深埋硐室破坏时的围岩压力,为现场设计提供科学的理论依据,本文运用非线性 Mohr-Coulomb 破坏准则下的上限法求解深埋硐室的围岩压力.

1 非线性 Mohr-Coulomb 破坏准则与切线法

1.1 非线性 Mohr-Coulomb 破坏准则

在实际的岩土工程分析中,非线性 Mohr-Coulomb 破坏准则得到了国内外学者们的广泛应用,该表达式为[12]

$$\sigma_1 = q_p + M_p^*\left(\frac{\sigma_3}{q_p}\right)^{\alpha}. \tag{1}$$

式中:q_p 为三轴压缩实验测得的土体无侧限抗压强度;M_p^*,α 为经过实验测得的指标;σ_1,σ_3 分别为最大和最小主应力.

1.2 切线法

在应力空间中,式(2)与式(1)等价[13,14]:

$$\tau = c_0\left(1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_t}\right)^{\frac{1}{m}}. \tag{2}$$

式中:c_0 为初始粘聚力;σ_t 为轴向拉应力;τ 和 σ_n 为屈服面上的剪应力和正应力;c_0,σ_t 和 m 为由三轴试验确定的岩土材料参数.

式(2)绘成曲线后如图 1 所示.当 $m=1$ 时,式(2)变成线性 Mohr-Coulomb 破坏准则.

切线法是采用过曲线上某一点(M 点)的切线来代替该点的实际抗剪强度[19-21].

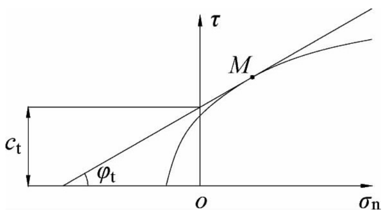


图 1 非线性破坏准则与切线法

切线方程为

$$\tau = c_t + \tan\varphi_t\sigma_n. \tag{3}$$

式中:$\tan\varphi_t$ 和 c_t 分别为切线的斜率和截距;两者表达式各为

$$\tan\varphi_t = \frac{d\tau}{d\sigma_n} = \frac{c_0}{m\sigma_t}\left(1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_t}\right)^{\frac{1-m}{m}} = \frac{\tan\varphi_0}{m}\left(1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_t}\right)^{\frac{1-m}{m}}; \tag{4}$$

$$\sigma_n = \sigma_t\left(\frac{m\sigma_t\tan\varphi_t}{c_0}\right)^{\frac{m}{1-m}} - \sigma_t; \tag{5}$$

$$\tau = \sigma_n\tan\varphi_t + c_t = c_0\left(\frac{m\sigma_t\tan\varphi_t}{c_0}\right)^{\frac{1}{1-m}}. \tag{6}$$

联立式(2)~式(6)可得:

$$c_t = \tau - \sigma_n\tan\varphi_t = \frac{m-1}{m}c_0\left(\frac{m\sigma_t\tan\varphi_t}{c_0}\right)^{\frac{1}{1-m}} + \sigma_t\tan\varphi_t. \tag{7}$$

2 计算模型

深埋硐室在开挖过程中,由于支护不及时或强度不够都极易发生垮塌破坏.基于已有研究成果[7,9,22],

根据极限分析上限定理的要求,构建了深埋硐室的破坏模式以及对应的速度场,如图2所示.即硐室宽为l,高为h,硐室正上方楔形体$ABGOG_1B_1$以v_0的速度竖直向下垮塌,扇形体BGC_1与$B_1G_1D_1$分别绕G和G_1点发生转动破坏,三角形$C_1GC_2,C_2GC_3,\cdots,C_nGF$以及$D_1G_1D_2,D_2G_1D_3,\cdots,D_nG_1F_1$发生平动破坏.拱顶以及边墙产生的围岩压力分别为$q,e$,且$e=Kq$.

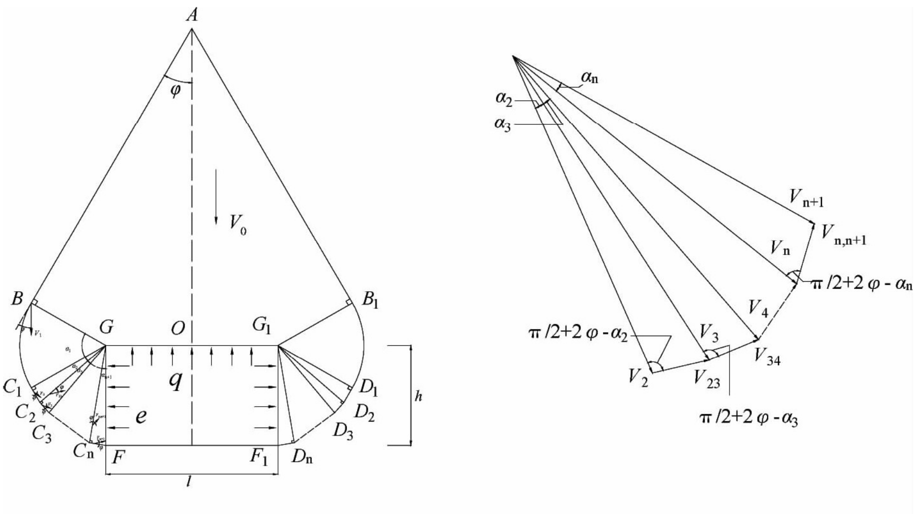
根据图2b得,深埋硐室计算模型中各块体的速度分别为

$$v_1=v_0; \tag{8}$$

$$v_2=v_1\mathrm{e}^{\alpha_1\tan2\varphi_t}=v_0\mathrm{e}^{\alpha_1\tan2\varphi_t}; \tag{9}$$

$$v_{k,k+1}=\frac{\sin\alpha_k}{\cos2\varphi_t}v_k(k\in Z\quad 2\leqslant k\leqslant n); \tag{10}$$

$$v_{k+1}=\frac{\cos(2\varphi_t-\alpha_k)}{\cos2\varphi_t}v_k(k\in Z\quad 2\leqslant k\leqslant n). \tag{11}$$



(a)破坏模式　　(b)速度场

图2　深埋硐室的计算模型

3　推导过程

根据极限分析上限定理,可得到深埋硐室发生垮塌破坏时的外功率与内能耗散功率.

3.1　外功率

3.1.1　重力功率

$$W_{\mathrm{soil}}=\gamma S_{ABGO}v_0+\gamma\int_0^{\alpha_1}\frac{1}{2}GB^2v_0\mathrm{e}^{\theta'\tan2\varphi_t}\sin(\frac{\pi}{2}-\theta')\mathrm{d}\theta'+\sum_1^{n-1}\gamma S_{GC_iC_{i+1}}v_{i+1}\cos(\frac{\pi}{2}+\varphi_t-\sum_{i+1}^{n+1}\alpha_j)+$$

$$\gamma S_{GC_nF}v_{n+1}\cos(\frac{\pi}{2}+\varphi_t-\alpha_{n+1}); \tag{12}$$

$$W'=\gamma S_{ABGO}v_0=\gamma\left(\frac{1}{2}BGAB+\frac{1}{2}AOGO\right)v_0=\gamma v_0h^2f'; \tag{13}$$

$$f'=\frac{1}{2}\prod_2^{n+1}\cos\alpha_i(\frac{\prod_2^{n+1}\cos\alpha_i}{\tan\varphi_t}+\frac{l}{2h\sin\varphi_t})+[(\frac{\prod_2^{n+1}\cos\alpha_i}{\tan\varphi_t}+\frac{l}{2h\sin\varphi_t})\cos\varphi_t+\prod_2^{n+1}\cos\alpha_i\sin\varphi_t]\frac{l}{4h}; \tag{14}$$

$$W''=\gamma\int_0^{\alpha_1}\frac{1}{2}GB^2v_0\mathrm{e}^{\theta'\tan2\varphi_t}\sin(\frac{\pi}{2}-\theta')\mathrm{d}\theta'=\gamma v_0h^2f''; \tag{15}$$

$$f''=\frac{1}{2}\frac{\prod_2^{n+1}\cos^2\alpha_i}{1+\tan^22\varphi_t}[(\sin\alpha_1+\tan2\varphi_t\cos\alpha_1)\mathrm{e}^{\alpha_1\tan2\varphi_t}-\tan2\varphi_t]; \tag{16}$$

$$W_k=\gamma S_{GC_kC_{k+1}}v_{k+1}\cos(\frac{\pi}{2}+\varphi_t-\sum_{k+1}^{n+1}\alpha_i)=\gamma v_0h^2f_k; \tag{17}$$

$$f_1 = \frac{1}{2}\sin\alpha_2\cos\alpha_2\Big(\prod_3^{n+1}\cos^2\alpha_i\Big)\cos\Big(\frac{\pi}{2}+\varphi_t-\sum_2^{n+1}\alpha_j\Big)e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}; \tag{18}$$

$$f_k = \frac{\prod_2^k\cos(2\varphi_t-\alpha_i)}{2\cos^{k-1}2\varphi_t}\sin\alpha_{k+1}\cos\alpha_{k+1}\Big(\prod_{k+2}^{n+1}\cos^2\alpha_i\Big)\cos\Big(\frac{\pi}{2}+\varphi_t-\sum_{k+1}^{n+1}\alpha_j\Big)e^{\alpha_1\tan2\varphi_t};$$

$(2 \leqslant k \leqslant n-1)$ (19)

$$W_n = \gamma S_{GC_nF}v_{n+1}\cos\Big(\frac{\pi}{2}+\varphi_t-\alpha_{n+1}\Big) = \gamma v_0 h^2 f_n; \tag{20}$$

$$f_n = \frac{1}{2}\frac{\prod_2^n\cos(2\varphi_t-\alpha_i)}{\cos^{n-1}2\varphi_t}\sin\alpha_{n+1}\cos\alpha_{n+1}\cos\Big(\frac{\pi}{2}+\varphi_t-\alpha_{n+1}\Big)e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}. \tag{21}$$

3.1.2 支护反力功率

$$W_T = -q\frac{l}{2}v_0 - ehv_{n+1}\cos(\alpha_{n+1}-\varphi_t) = -qhv_0f_0; \tag{22}$$

$$e = Kq; \tag{23}$$

$$f_0 = \frac{l}{2h} + K\frac{\prod_2^n\cos(2\varphi_t-\alpha_i)}{\cos^{n-2}2\varphi_t}\cos(\alpha_{n+1}-\varphi_t)e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}. \tag{24}$$

3.1.3 外力总功率

外力总功率等于围岩自重功率与支护反力功率之和，即：

$$W_{ext} = W_{soil} + W_T = \gamma v_0 h^2\Big(f' + f'' + \sum_1^n f_k\Big) - qhv_0f_0. \tag{25}$$

3.2 内能耗散功率

沿 AB 间断线的能量耗散：

$$D_{AB} = c_t ABv_0\cos\varphi_t = c_t hv_0 g'; \tag{26}$$

$$g' = \Big(\frac{\prod_2^{n+1}\cos\alpha_i}{\tan\varphi_t} + \frac{l}{2h\sin\varphi_t}\Big)\cos\varphi_t. \tag{27}$$

圆弧受剪面 BC_1 和受剪区 GBC_1 的能量耗散：

$$D_{BC_1} = \frac{c_t BGv_1\cos\varphi_t}{\tan2\varphi_t}(e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}-1) = c_t hv_0 g''; \tag{28}$$

$$g'' = \frac{\prod_2^{n+1}\cos\alpha_i\cos\varphi_t}{\tan2\varphi_t}(e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}-1); \tag{29}$$

$$D_{GBC} = \frac{c_t BGv_1\cos\varphi_t}{\sin2\varphi_t}(e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}-1) = c_t hv_0 g'''; \tag{30}$$

$$g''' = \frac{\prod_2^{n+1}\cos\alpha_i\cos\varphi_t}{\sin2\varphi_t}(e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}-1). \tag{31}$$

沿间断线 $C_kC_{k+1}(k \in Z, 1 \leqslant k \leqslant n-1)$ 的能量耗散：

$$D_{C_kC_{k+1}} = c_t C_kC_{k+1}v_{k+1}\cos\varphi_t = c_t hv_0 g_k; \tag{31}$$

$$g_1 = \prod_2^{n+1}\sin\alpha_i\cos\varphi_t e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}; \tag{32}$$

$$g_k = \frac{\prod_2^k\cos(2\varphi_t-\alpha_i)\prod_{k+1}^{n+1}\sin\alpha_i}{\cos^{k-1}(2\varphi_t)}\cos\varphi_t e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}(2 \leqslant k \leqslant n-1). \tag{33}$$

沿间断线 C_nF 的能量耗散:

$$D_{C_nF}=c_tC_nFv_{n+1}\cos\varphi_t=c_thv_0g_n; \tag{34}$$

$$g_n=\frac{\prod_2^n\cos(2\varphi_t-\alpha_i)\sin\alpha_{n+1}}{\cos^{n-1}(2\varphi_t)}\cos\varphi_t e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}. \tag{35}$$

沿 $GC_k(k\in Z,2\leqslant k\leqslant n)$ 间断线的能量耗散:

$$D_{GC_k}=c_tGC_kv_{k,k+1}\cos\varphi_t=c_tv_0hl_k; \tag{36}$$

$$l_2=\frac{\sin\alpha_2\prod_3^{n+1}\cos\alpha_j}{\cos(2\varphi_t)}\cos\varphi_t e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}; \tag{37}$$

$$l_k=\frac{\prod_2^{k-1}\cos(2\varphi_t-\alpha_i)\sin\alpha_k\prod_{k+1}^{n+1}\cos\alpha_j}{\cos^{k-1}(2\varphi_t)}\cos\varphi_t e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}(3\leqslant k\leqslant n). \tag{38}$$

总内能耗散功率:

$$D_{\text{int}}=D_{AB}+D_{BC_1}+D_{GBC}+\sum_1^{n-1}D_{C_kC_{k+1}}+\sum_2^nD_{GC_k}+D_{C_nF}=c_thv_0(g'+g''+g'''+\sum_1^ng_k+\sum_2^nl_k). \tag{39}$$

3.3 围岩压力

根据虚功率原理,外功率与内能耗散功率相等,即:

$$W_{\text{ext}}=D_{\text{int}}. \tag{40}$$

由此可得,深埋硐室拱顶围岩压力的表达式为

$$q=\frac{\gamma h(f'+f''+\sum_1^nf_k)-c_t(g'+g''+g'''+\sum_1^ng_k+\sum_2^nl_k)}{f_0}. \tag{41}$$

4 结果分析

根据文献[22],在三角形块体 $n=3$ 时可以满足工程实践的精度要求.

当 $n=3$ 时,非线性 Mohr-Coulomb 破坏准则下深埋硐室围岩压力的表达式为

$$q=\frac{\gamma h(f_1+f_2+f_3+f_4+f_5)-c_t(f_7+f_8+f_9+f_{10}+f_{11}+f_{12}+f_{13}+f_{14})}{f_6}. \tag{42}$$

式中:

$$c_t=\frac{m-1}{m}c_0\left(\frac{m\sigma_t\tan\varphi_t}{c_0}\right)^{\frac{1}{1-m}}+\sigma_t\tan\varphi_t; \tag{43}$$

$$f_1=\frac{1}{2}\cos\alpha_2\cos\alpha_3\cos\alpha_4\left(\frac{\cos\alpha_2\cos\alpha_3\cos\alpha_4}{\tan\varphi_t}+\frac{l}{2h\sin\varphi_t}\right)+\left[\left(\frac{\cos\alpha_2\cos\alpha_3\cos\alpha_4}{\tan\varphi_t}+\frac{l}{2h\sin\varphi_t}\right)\cos\varphi_t+\cos\alpha_2\cos\alpha_3\cos\alpha_4\sin\varphi_t\right]\frac{l}{4h}; \tag{44}$$

$$f_2=\frac{1}{2}\frac{\cos^2\alpha_2\cos^2\alpha_3\cos^2\alpha_4}{1+\tan^22\varphi_t}\left[(\sin\alpha_1+\tan2\varphi_t\cos\alpha_1)e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}-\tan2\varphi_t\right]; \tag{45}$$

$$f_3=\frac{1}{2}\sin\alpha_2\cos\alpha_2\cos^2\alpha_3\cos^2\alpha_4\sin(\alpha_2+\alpha_3+\alpha_4-\varphi_t)e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}; \tag{46}$$

$$f_4=\frac{1}{2}\sin\alpha_3\cos\alpha_3\cos^2\alpha_4\frac{\cos(2\varphi_t-\alpha_2)}{\cos2\varphi_t}e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}\sin(\alpha_3+\alpha_4-\varphi_t); \tag{47}$$

$$f_5=\frac{1}{2}\sin\alpha_4\cos\alpha_4\frac{\cos(2\varphi_t-\alpha_3)\cos(2\varphi_t-\alpha_2)}{\cos^22\varphi_t}e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}\sin(\alpha_4-\varphi_t); \tag{48}$$

$$f_6=\frac{l}{2h}+K\frac{\cos(2\varphi_t-\alpha_3)\cos(2\varphi_t-\alpha_2)}{\cos^22\varphi_t}e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}\cos(\alpha_4-\varphi_t); \tag{49}$$

$$f_7=\left(\frac{\cos\alpha_2\cos\alpha_3\cos\alpha_4}{\tan\varphi_t}+\frac{l}{2h\sin\varphi_t}\right)\cos\varphi_t; \tag{50}$$

$$f_8=\frac{\cos\alpha_4\cos\alpha_3\cos\alpha_2\cos\varphi_t}{\tan2\varphi_t}\left(e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}-1\right); \tag{51}$$

$$f_9=\frac{\cos\alpha_4\cos\alpha_3\cos\alpha_2\cos\varphi_t}{\sin2\varphi_t}\left(e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}-1\right); \tag{52}$$

$$f_{10}=\sin\alpha_2\cos\alpha_3\cos\alpha_4 e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}\cos\varphi_t; \tag{53}$$

$$f_{11}=\frac{\sin\alpha_2\cos\alpha_3\cos\alpha_4\cos\varphi_t}{\cos2\varphi_t}e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}; \tag{54}$$

$$f_{12}=\frac{\cos(2\varphi_t-\alpha_2)\sin\alpha_3\cos\alpha_4\cos\varphi_t}{\cos2\varphi_t}e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}; \tag{55}$$

$$f_{13}=\frac{\cos\varphi_t\cos\alpha_4\sin\alpha_3\cos(2\varphi_t-\alpha_2)}{\cos^2 2\varphi_t}e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}; \tag{56}$$

$$f_{14}=\frac{\sin\alpha_4\cos\varphi_t\cos(2\varphi_t-\alpha_3)\cos(2\varphi_t-\alpha_2)}{\cos^2 2\varphi_t}e^{\alpha_1\tan2\varphi_t}. \tag{57}$$

角度参数的约束条件为

$$\alpha_1+\alpha_2+\alpha_3+\alpha_4=\pi/2+\varphi_t. \tag{58}$$

根据文献[22]的计算过程,得到无数个 q 值,其中最大的 q 值即为围岩压力的上限解.

4.1 非线性系数与侧压力比例系数对围岩压力的影响

取各参数:土体重度 $\gamma=20\ \mathrm{kN/m^3}$, 硐室宽度 $l=10$ m, 高度 $h=10$ m, 初始粘聚力 $c_0=10$ kPa, 单轴抗拉强度 $\sigma_t=50$ kPa; 非线性系数 m 分别取 1.1,1.2,1.3,1.4,1.5,1.6,侧压力比例系数 K 分别取 0.4,0.6,0.8,1.0,1.2,1.4.根据所构建的破坏机制,采用极限分析上限法所得到的围岩压力的上限解如图 3 所示.由图 3 可得,随着非线性系数 m 的增大,拱顶以及边墙的围岩压力 q,e 均呈非线性增大,当非线性系数较小时,增加的幅度较小;而当非线性系数较大时,增大的效果非常明显,由此可见非线性系数是影响深埋硐室拱顶以及边墙围岩压力的主要因素之一.随着侧压力比例系数 K 的增大,拱顶围岩压力 q 减小,边墙围岩压力 e 增大,这说明了侧压力比例系数的变化显著影响着拱顶、边墙围岩压力的大小,此结论与杨小礼等[23]、杨峰等[24]研究成果一致.拱顶的支护设计固然重要,但是当侧压力比例系数变大时,边墙承受的围岩压力增大,此时可理解为边墙分担了拱顶一部分的围岩压力,故拱顶承受的围岩压力随之减小,因此,边墙的支护设计对隧道整体的稳定性具有重要的意义,不容忽视.

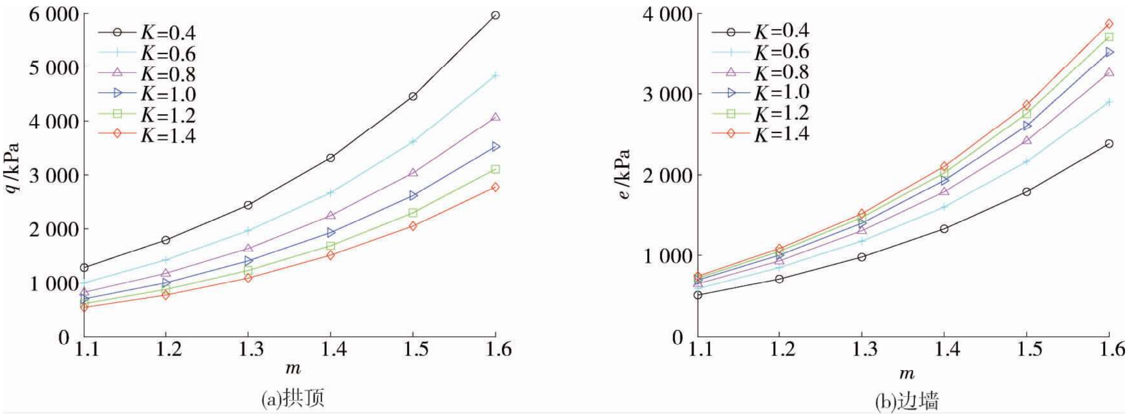


图 3 非线性系数与侧压力比例系数对围岩压力的影响

4.2 硐室断面尺寸对围岩压力的影响

研究硐室断面尺寸对围岩压力的影响时,取各参数为:土体重度 $\gamma=20\ \mathrm{kN/m^3}$, 非线性系数 $m=1.1$, 初始粘聚力 $c_0=10$ kPa, 单轴抗拉强度 $\sigma_t=50$ kPa, 侧压力比例系数 $K=1.0$; 硐室宽度 l 和高度 h 取 5,6,7,8,9,10 m.根据极限分析上限法所求得的围岩压力上限解如图 4 所示,当侧压力比例系数 $K=1.0$ 时,拱

顶以及边墙的围岩压力是相等的,即 $q = e$. 随着硐室断面尺寸的增大,拱顶以及边墙的围岩压力均呈增大的趋势.这说明了硐室断面尺寸影响着拱顶、边墙围岩压力的大小,当硐室断面尺寸较小时,拱顶和边墙的围岩压力较小,而当硐室断面尺寸较大时,拱顶和边墙的围岩压力较大,此时应根据拱顶、边墙围岩压力的大小进行支护设计,选择合理经济的支护方案.

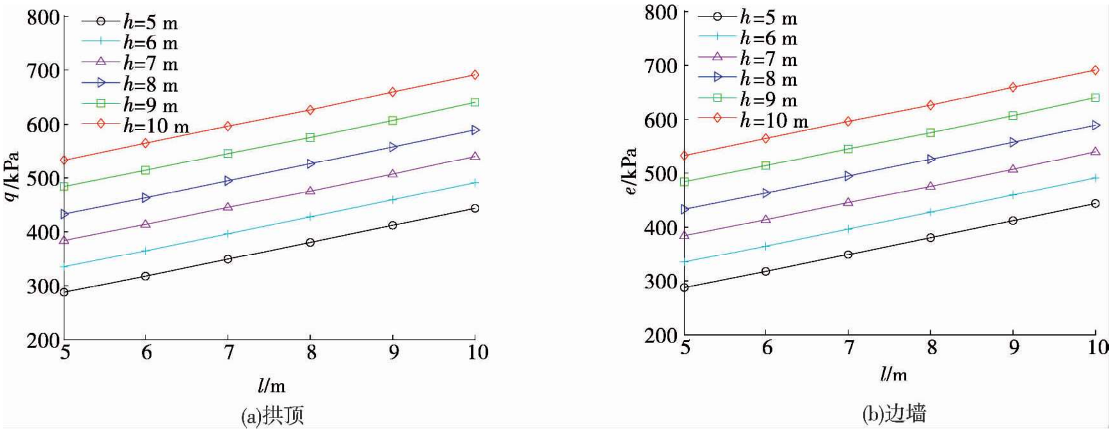


图 4　硐室断面尺寸对围岩压力的影响

4.3　初始粘聚力与轴向拉应力对围岩压力的影响

取各参数为:土体重度 $\gamma = 20\ \mathrm{kN/m^3}$, 非线性系数 $m = 1.1$, 硐室宽度 $l = 10$ m, 高度 $h = 10$ m, 侧压力比例系数 $K = 1.0$; 初始粘聚力 c_0 分别取 5,10,15,20,25,30 kPa,轴向拉应力 σ_t 分别取 50,60,70,80,90,100 kPa.根据极限分析上限法所求得的围岩压力上限解如图 5 所示.当侧压力比例系数 $K = 1.0$ 时,拱顶以及边墙的围岩压力是相等的,即 $q = e$. 随着初始粘聚力 c_0 增大,拱顶以及边墙的围岩压力 q,e 非线性减小,当初始粘聚力较小时,减小的趋势较陡,而当初始粘聚力较大时,减小的趋势较为平缓.可见初始粘聚力的持续减小会引起拱顶以及边墙围岩压力的陡然增大,尤其针对软弱围岩,更应该引起重视,需加强拱顶以及边墙的支护措施.随着轴向拉应力 σ_t 的增大,拱顶以及边墙的围岩压力 q,e 增大,但效果不如初始粘聚力明显.

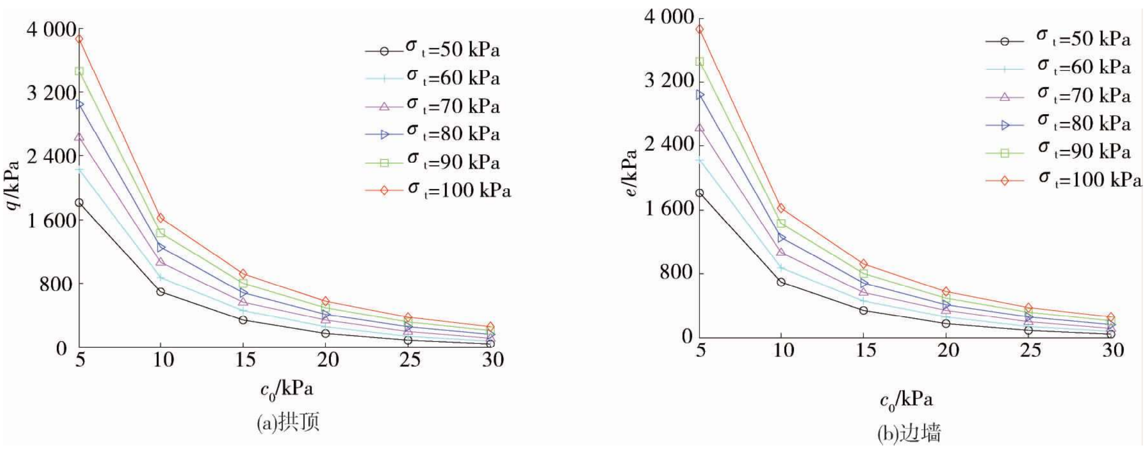


图 5　初始粘聚力与轴向拉应力对围岩压力的影响

5　结论

1)在非线性 Mohr-Coulomb 破坏准则下,随着非线性系数的增大,深埋硐室拱顶以及边墙的围岩压力非线性增大,且效果非常显著.因此非线性系数是影响深埋硐室围岩压力的主要因素,同时也说明了采用非线性 Mohr-Coulomb 破坏准则计算深埋硐室的围岩压力是非常有必要的.

2)硐室断面尺寸、初始粘聚力以及轴向拉应力在不同程度上影响着深埋硐室的围岩压力.

参考文献:

[1] 杨昕光,迟世春.土石坝坡抗震极限分析上限法[J].岩土力学,2013,34(3):721-726.

[2] 李大钟,郑榕明,王金安,等.自适应有限元极限分析及岩土工程中的应用[J].岩土工程学报,2013,35(5):922-929.

[3] Han C Y, Chen J J, Xia X H, et al. Three-dimensional stability analysis of anisotropic and non-homogeneous slopes using limit analysis[J].Journal of Central South University, 2014,21(3):1142-1147.

[4] Mollon G, Dias D, Soubra A H. Rotational failure mechanisms for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield [J].International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2011,35(12):1363-1388.

[5] Chen W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. Florida: J Ross Publishing,Inc, 2007:47-99.

[6] 宋春霞,黄茂松,吕玺琳.非均质地基中平面应变隧道开挖面稳定上限分析[J].岩土力学,2011,32(9):2645-2650.

[7] 张箭,杨峰,刘志,等.浅覆盾构隧道开挖面挤出刚性锥体破坏模式极限分析[J].岩土工程学报,2014,36(7):1344-1349.

[8] Yu S B, Merifield R S, Lyamin A V, et al. Kinematic limit analysis of pullout capacity for plate anchors in sandy slopes[J]. European Journal of Biochemistry,2014,51(4):565-579.

[9] Yang X L, Xu J S, Li Y X, et al. Collapse mechanism of tunnel roof considering joined influences of nonlinearity and non-associated flow rule[J]. Geomechanics and Engineering, 2016,10(1):21-35.

[10] 冯利坡,郑永来,邓树新,等.深埋盾构隧道开挖面三维对数螺旋破坏模式的上限分析[J].岩土力学,2015,36(7):2105-2110.

[11] Yang X L, Huang F. Three-dimensional failure mechanism of a rectangular cavity in a Hoek-Brown rock medium[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2013,61(10):189-195.

[12] Huang F, Yang X L. Upper bound limit analysis of collapse shape for circular tunnel subjected to pore pressure based on the Hoek-Brown failure criterion[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2011,26(5):614-618.

[13] Zhang J H, Li Y X, Xu J S. Energy analysis of face stability of deep rock tunnels using nonlinear Hoek-Brown failure criterion [J]. Journal of Central South University, 2015,22(8):3079-3086.

[14] Qin C B, Chian S C, Yang X L, et al. 2D and 3D limit analysis of progressive collapse mechanism for deep-buried tunnels under the condition of varying water table[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2015,80:255-264.

[15] 邹金峰,李亮,杨小礼,等.基于非线性 Mohr-Coulomb 强度准则下锚索极限抗拔力研究[J].岩土工程学报,2007,29(1):107-111.

[16] Zhang J H, Xu J S, Zhang B. Energy analysis of stability of twin shallow tunnels based on nonlinear failure criterion [J]. Journal of Central South University, 2014,21(12):4669-4676.

[17] 王洪涛,李术才,王琦,等.非线性破坏准则下水平浅埋条形锚板抗拔承载力的极限分析[J].工程力学,2014,31(2):131-138.

[18] 李得建,赵炼恒,李亮,等.地震效应下非线性抗剪强度参数对裂缝边坡稳定性影响的上限解析[J].岩土力学,2015,36(5):1313-1321.

[19] 张佳华,杨小礼,张标,等.基于非线性破坏准则的浅埋偏压隧道稳定性分析[J].华南理工大学学报(自然科学版),2014,42(8):97-103.

[20] 唐高朋,李亮,赵炼恒,等.非线性破坏准则下边坡稳定性极限分析斜条分法[J].岩土力学,2015,36(7):2063-2072.

[21] Yang X L, Yin J H. Slope stability analysis with nonlinear failure criterion[J].Journal of Engineering Mechanics, 2004,130(3):267-273.

[22] 张道兵.深埋硐室围岩压力上限解与结构体系可靠度[D].长沙:中南大学,2014.

[23] 杨小礼,王作伟.非线性破坏准则下浅埋隧道围岩压力的极限分析[J].中南大学学报(自然科学版),2010,41(1):299-302.

[24] 杨峰,阳军生.浅埋隧道围岩压力确定的极限分析方法[J].工程力学,2008,25(7):179-184.